論文 壁梁が偏心接合される R C 柱のせん断破壊性状に関する実験的研究

吉留 潤平*1・塩屋 晋一*2・町頭 洋平*3・見越 勇也*4

要旨:壁梁の偏心接合が柱のせん断破壊性状に及ぼす影響を調べるため水平加力実験を行い,水平 せん断力 - 部材角関係・破壊状況・初期剛性・せん断耐力について検討を行った。その結果,せん 断耐力が開口内法長さを柱長さとする柱の耐力の60%まで低下し,せん断耐力に対する設計式の 安全率が大きく低下した。せん断ひび割れは,壁梁が取付く柱面に先行して発生し,その直後にせ ん断耐力を決定した。本試験体のようにせん断補強筋の少ない既存柱では,せん断ひび割れ強度が せん断耐力とほぼ等しくなる。また,柱のせん断応力状態を考慮して主応力度仮説に基づき誘導し た,せん断ひび割れ強度や壁梁の偏心接合によるせん断耐力の低下率は実験値をほぼ推定できた。 キーワード:偏心接合,せん断耐力,鉄筋コンクリート,柱,壁梁,柱梁接合部

1.はじめに

1997年の鹿児島県北西部地震で,壁梁が偏心接合 されたRC柱に現行の耐震診断基準で予想される損 傷以上のものが生じた。この壁梁の偏心接合が柱・ 梁接合部の力学的特性に及ぼす影響については既に 明らかにされている¹⁾が,柱の力学的特性に及ぼす 影響についてはほとんど明らかにされていない。

筆者等は, 文献^{2),3)}で壁梁が偏心接合された既存 RC柱の弾塑性性状に関する研究を行っている。

本研究もこれらに引き続くもので 壁梁の偏心接 合が柱のせん断破壊性状に及ぼす影響を 柱の破壊 加力実験により明らかにするものである。

本論文では,実験概要・破壊性状・初期剛性・及 びせん断耐力について検討した結果を述べる。

2.実験計画

2.1 試験体

図-1に試験体の基本形状と寸法および配筋を示す。 試験体は実大の約1/4の縮尺にモデル化されている。 柱は偏平な矩形断面である。全試験体とも、せん断破 壊形式になることを想定して,開口内法区間の柱部 分で荒川博士のmean式⁴⁾によるせん断耐力が,曲げ 耐力よりも小さくなるように柱は設計されている。 壁梁はダブル配筋にされている。研究は柱の力学的 *1 鹿児島大学大学院理工学研究科建築学専攻

- *2 鹿児島大学工学部建築学科助教授・博士(工学)
- *3 鹿児島大学大学院理工学研究科建築学専攻

*4 見越建築設計事務所(元鹿児島大学工学部建築学科)

特性を把握することを主目的としているため,上下 の壁梁にはスタブが設けられ,梁変形が拘束されて いる。壁梁が設けられている試験体には,文献³³の窓 台・庇を設けた試験体と比較する事を前提にして,壁 梁の両外側に柱と同じ断面の側柱が設けられている。

表 - 1 に試験体番号・名称・変数の一覧を示す。



表 - 1 試験体番号・名称・変数

<u>試験体</u> 番号 名称		柱主筋		帯筋	軸力比	構面外の 長期応力	
No.1	CO0		SD295				
No.2	COO-HB	10-D10	USD785	□-2-		無	
No.3	CWO	p _t =1.42%	SD205	2.5Φ@80	<i>η</i> =0.1		
No.4	CWO-L		30293	p _w =0.06%	(=54.7kN)		
No.5	CWO-RB	10-9Ф p _t =1.27%	SR295			有	

表-2 コンクリートと鉄筋の力学的特性(応力単位:N/mm²)

			$E_{C}(\times 10^{4})$	$_{\rm C}\sigma_{\rm B}$	$_{\rm C}\sigma_{\rm SP}$	$_{\rm C} \varepsilon_{\rm B}(\%)$
コンクリート	No.1	∼No.4	2.26	25.4	2.40	0.26
	No.5		1.98	23.6	-	0.26
			$E_{S}(\times 10^{5})$	$E_{S2}(\times 10^{5})$	$_{s}\sigma_{y}$	$_{s}\sigma_{B}$
	D10	SD295	1.70	_	345	472
鉄筋		USD785	1.77	0.14	1033	1171
東へ方力	9φ	SR295	1.87	_	311	387
	D6	SD295	1.65	0.04	326	504
	2.5 <i>¢</i>	SS400	1.56	0.24	526	698
E _c :コンクリ	王縮強度, _。	, _{PS} :檀	副裂強度			

。。』:圧縮強度時ひずみ度,E。:鉄筋のヤング係数 E。:ひずみ硬化域の接線剛性,。 :降伏強度,。 』:引張強度

Dổ,2.5 の降伏応力度は0.2% offset で求めた ^{*}

試験体は,開口内法長さを柱長さとする比較用の COOタイプが2体,壁梁が偏心接合されたCWOタ イプが3体の計5体,作製されている。比較用の試 験体No.1(COO)の加力実験の結果,柱が曲げ降伏し た後にせん断破壊し,最大せん断力がせん断破壊に より決定する場合のせん断破壊性状が把握されな かった。そこで,曲げ降伏しないように柱主筋に高 強度鉄筋を用いて曲げ降伏強度を増加させた試験体 No.2(COO-HB)を作製している。

壁梁が偏心接合された試験体の変数は,構面外の 長期応力の有無と柱主筋の形状である。試験体は学 校建築の桁行方向の架構を対象にモデル化されてい る。実際の建物では直交する梁間方向の架構にも応 力状態が存在する。ここでは,長期荷重時に梁間方 向の架構により柱に生じる曲げモーメントと,せん 断応力を構面外の長期応力としている。

No.3(CWO)では柱断面中心に軸力を作用させている。No.4(CWO-L)とNo.5(CWO-RB)は構面外の長期応力を生じさせている。またNo.5では既存建物で用いられている丸鋼が柱主筋として用いられている。

表-2に使用材料の力学的特性を示す。

2.2 加力方法と測定方法

図-2に加力状況と測定状況を示す。水平せん断力 は軸力導入後,柱中央高さに反曲点が位置する逆対 称モーメントの状態で加力されている。二台の加力 ジャッキにより,上下のスタブが平行移動するよう に制御されながら,層間変形が漸増する繰り返し加



力が行われている。軸力については軸力比で0.1に相 当する鉛直荷重(=54.7kN)が加力されている。No.1~ No.3では、柱断面中心にその鉛直荷重が加力されて いる。No.4とNo.5では、構面外の長期応力を生じさ せるために,軸力の作用位置を柱断面中心から壁梁 が取り付く側に70mmずらして作用させている。こ の位置は壁梁幅の中心に一致する。 そして, 両端ピ ン拘束鋼管により上スタブに構面外の水平力6.6kN を作用させている。これにより,構面外の曲げモー メントの反曲点高さが開口高さの中央と一致し,構 面外の水平力の平均せん断応力が約1/100 B(コンクリートの圧縮強度)となる。この平均せん断応 力は,長期のせん断応力の許容応力度である1/30。 を大きく下回っている。これらの数値は被災した校 舎を参考にモデル化されたものである。

No.3 ~ No.5 では,水平加力開始以降,上スタブの 構面外への変形が両端ピン拘束鋼管で拘束されてい る。荷重については水平荷重,柱軸力の鉛直荷重, ねじりモーメントが測定されている。変形について は層間変形が試験体の表と裏で測定されている。

3.実験結果

図-3に柱の水平せん断力-部材角関係を示す。横軸の変計角Rcは,層間変形を壁梁付き柱の材長 (1100mm)で除した値とし,図中には開口内法長さ h₀(500mm)で除した補助目盛も挿入している。同図 にはそれぞれ他の試験体の抱絡線も挿入している。



曲げ降伏後にせん断破壊したものと判断できる。

ー方,柱主筋に高強度鉄筋を用いたNo.2では,No.1 と同様に+3 サイクルの Rc=+0.36 × 10²(rad.) で曲げ せん断ひび割れが生じたが,-4 サイクルのピーク時 のRc=-0.68 × 10²(rad.)で柱断面のコーナー主筋に沿っ た付着割裂ひび割れが一本だけ生じた。その後,+5サ イクルのRc=+0.93 × 10²(rad.)で付着割裂ひび割れが 全主筋に沿って発生し,付着割裂破壊した。この時, 引張鉄筋は降伏する状況になかった。

No.1とNo.2は最大耐力の直後,軸力を保持できない状態で破壊した。

3.2 壁梁が偏心接合した試験体

No.3では、曲げせん断ひび割れが生じることなく、 ±3サイクルのピークで図-4(a)に示すように壁梁 が取り付く側の柱面(以後,表面)だけに,せん断ひび 割れが生じ、これと同時に最大耐力に達した。この 時,壁梁が取り付かない側の柱面(以後,裏面)では, 曲げひび割れだけが開口端近傍に生じる状況にあっ た。裏面のせん断ひび割れは、最大耐力後の±4サイ クルのピーク時に生じた。図-5に,表面と裏面のせ ん断ひび割れの最大幅と部材角の関係を示す。ひび 割れ幅は、各サイクルのピーク時にクラックスケー ルを用いて測定したものである。白塗り記号の表面 のせん断ひび割れが先行して発生し、黒塗り記号の 裏面のものに較べてひび割れ幅が大きくなっている。 このことから,壁梁の偏心接合により,開口内法区間 の柱断面内では,壁梁が取り付く表面側にせん断応 力が偏り、柱断面内が一様にせん断抵抗できないこ とが推測される。最大耐力は,比較用試験体No.2の ものの60%となっており, 壁梁の偏心接合によるせ ん断耐力の低下が確認される。最大耐力以降,変形角 の増大により耐力の低下が生じているが,-6サイクル の部材角がRc=-1.44×10²(rad.)まで軸力を保持した。

構面外の長期応力を受ける No.4 は,+3 サイクルの ピーク時に柱の表面だけに曲げせん断ひび割れが生じ, 最大耐力に達した。-3 サイクルの Rc=-0.43 × 10²(rad.) で柱表面の柱頭側にせん断ひび割れが生じ,耐力が 低下した。その後,+4 サイクルの Rc=+0.44 × 10²(rad.) で柱表面の柱脚側にせん断ひび割れが生じ,同サイ クルの Rc=+0.66 × 10²(rad.)で柱裏面にもせん断ひび 割れが生じた。この直後にせん断ひび割れが拡大し て,軸力を保持できない状態になった。この試験体 も,せん断耐力により最大耐力を決定したものと判 断できる。最大耐力はNo.3に比べ5%増加した程度 で,構面外の長期応力はせん断耐力にほとんど影響 を与えていない。しかし,せん断破壊後で軸力を保 持できる限界変形がNo.3に比べて極めて小さく なっており,構面外の長期応力は最大耐力以降の変 形性能に大きく影響を与えると考えられる。

柱主筋に丸鋼を用いた No.5 では,+4 サイクルの Rc=+0.38×10² (rad.)で柱表面の柱頭側に曲げせん断ひ び割れが生じた。その後,ひび割れが比較的,柱頭側 に集中する傾向が観られた。+6 サイクルの Rc=+1.38 ×10² (rad.)で柱裏面の柱頭側にも曲げせん断ひび割れ が生じた。変形の増加に伴い,これらの曲げせん断ひ び割れ幅の増加が観られたが,No.3と同様に,表面の ひび割れ幅が裏面に較べて大きくなっていた。-2 サ イクルから水平加力時に柱主筋のすべる音が生じてお り,最大耐力時の主筋のひずみが約0.1 ~ 0.15% と小 さく,降伏する状況でなかった。このことから,この 試験体は丸鋼主筋の付着すべりにより,付着破壊した ものと判断できる。最大耐力後,耐力低下は生じてい るが最終変形時まで所定の軸力は保持されていた。

現行の耐震診断基準では,柱主筋の異形・丸鋼の 形状を考慮していないが,柱の水平せん断力 - 部材 角関係は異形鉄筋のNo.3とNo.4のものと異なって おり,柱主筋の形状により最大耐力と破壊形式およ び軸力の限界変形が異なることが確認される。

3.3 初期剛性の検討

図 - 6 に ± 1 サイクルのピークまでの水平せん断 力 - 変形角関係を示す。柱単体の No.1 と No.2 に比 べて壁梁が偏心接合された試験体 No.3 と No.4 の初 期剛性が $52 \sim 73\%$ 低下している。図中に柱の可撓 長さを次の5種類の長さとして算出した初期剛性を 直線で示す。計算 (a) ~ (e) は柱の可撓長さを順に h₀,h₀+D,h₀+2.5D,h₀+3D,h₀+3.5D としている。これら の長さは,各試験体の実験値に適合する値として採 用したものである。ここで h₀ は開口内法長さ,Dは 柱せいとする。初期剛性は曲げ・せん断変形を考慮 する梁理論により算出している。計算 (d) が No.3 に



表-3 耐力の計算値と実験値(耐力の単位:×10kN)

D		計算結果					実験結果		
D	試験体	曲げ耐力		せん断耐力		せん断ひび 割れ強度	最大耐力	安全率 Rs	
.)	H-1977 1	Q _{BU1}	Q_{BU2}	Q_{\min}	Q_{mean}	_c Q _{sc}	+ P _{max} - P _{max}	+ P _{max} /Q _{min} - P _{max} /Q _{min}	破壊形式
	No.1	4.54	5.42	2.75	3.95	5.30	4.75 4.32	1.73 1.57	曲げ降伏後 せん断破壊
	No.2	11.44	14.06	2.74	3.93	5.23	5.42 5.21	1.98 1.90	付着割裂破壊
	No.3	4.53	5.41	2.74	3.92	2.60	3.24 2.94	1.18 1.07	せん断破壊
	No.4	4.61	5.48	2.83	4.07	2.60	3.40 3.12	1.20 1.10	せん断破壊
	No.5	3.83	4.53	2.67	3.81	_	2.67 2.54	1.00	付着すべり破壊

,計算(c)がNo.4に,計算(e)がNo.5の初期剛性にそれぞれ近くなっており,開口端から剛域までの距離を1.25~1.75Dとする計算値が実験値とよい対応を示す結果となっている。これは既往の研究では0.5~1.0Dとされていることを考えると,極めて大きいことになる。この原因としては,柱断面が扁平であることと壁梁が偏心接合されていることが考えられるが,今後詳細な検討が必要である。

4. せん断耐力の評価

4.1 既往のせん断耐力式の安全率

表-3に開口内法長さを柱長さとする場合の曲げ 耐力とせん断耐力の計算結果を実験結果と比較して 示す。曲げ耐力のQ_{BU}では中段筋の引張抵抗が無視 されており,Q_{BU}ではそれが考慮されている。終局 モーメントは耐震診断基準のMu式⁵⁾を用いて算出 されている。せん断耐力のQ_{min}は耐震診断基準の荒 川博士のmin式⁴⁾により,Q_{man}は荒川博士のmean式 により算出されている。

計算結果は、いづれの試験体でも、せん断耐力が曲 げ耐力より小さく、せん断破壊する結果になってい る。耐震診断基準では、柱の引張鉄筋比が1.0%より大 きい場合、付着破壊形式として変形性能が制限され、 いづれの試験体でも最大耐力はせん断耐力 Q_{min} を採用 することになる。実験結果の欄に Q_{min} に対する最大荷 重 P_{max} の比を示している。これは柱の最大耐力に対す る Q_{min} の安全率Rsを意味する。せん断破壊した試験体 では、せん断耐力に対する真の安全率eRsを意味し、 せん断破壊しなかった試験体のeRsはRsより大きい ことを意味する。比較用の柱単体の試験体のNo.2で はeRsが1.90 ~ 1.98以上である。これに対してせん断 破壊した No.3 と No.4 では ,eRs が 1.07 ~ 1.20 となり , 壁梁が偏心接合された試験体では,せん断耐力に対す る Q_{min} 式の安全率が 37 ~ 46%低下することになる。 4 . 2 せん断ひび割れ強度の推定

壁梁が偏心接合されると 柱断面内で壁梁が取り 付く表面側にせん断応力が集中し,せん断ひび割れ が裏面に較べて先行する。これによりせん断補強筋 が少ない柱ではせん断終局耐力が低下する。柱断面 内のせん断応力は主に,柱のせん断力による応力成 分と,壁梁の偏心接合により生じるねじりモーメン トによる応力成分からなる。

柱のせん断力の方向との関係で柱断面の短辺の中 央のせん断応力が最大になり、それがせん断ひび割 れ発生時のせん断応力 _。に等しい時にせん断ひび 割れが発生する。この関係は(1)式で表される。

$$\kappa \cdot Q_{sct} / (B \cdot D) + e \cdot Q_{sct} / (K_t \cdot B \cdot D^2) = \tau_{sc} \qquad (1)$$

ここに, :1.5で形状係数, K_{1} :0.21+0.14 h_{1} (BD)で 文献⁰の厳密解に対して筆者等が求めた近似 式,B:柱幅,D:柱せい,e:ねじりモーメント を表す偏心距離, : $\sqrt{\sigma_{r}^{2} + \sigma_{r} \cdot \sigma_{0}}$ で, 。は 柱の軸方向応力で, rは引張の主応力方向の 引張強度で、文献⁴の許容応力度設計法の考え を基に,コンクリートの割裂引張強度にせん 断補強筋の効果として 0.5p、 (p,: せん断補 強筋比, ::降伏強度)を加算する強度とした。

左辺の第一項はせん断力 Q_{st} による成分で,第二 項はねじりモーメント $e^{e}Q_{st}$ による成分である。こ れよりせん断力とねじりモーメントを同時に受けて せん断ひび割れが発生する時の柱のせん断力 Q_{st} は (2)式で表される。

$$Q_{sct} = \tau_{sc} \cdot B \cdot D / \{ \kappa + e / (K_t \cdot D) \}$$
(2)

表-3のせん断ひび割れ強度の欄に(2)式を用いて 算出された計算値を示す。ねじりモーメントを表す 偏心距離 e は e/B で 0.25 としている。これは三次元 FEM 解析²⁾により求められた弾性範囲の値である。

柱単体の $N_{0.1}$ と $N_{0.2}$ では, eを零として算出して いるが,その計算値が Q_{min} の計算値より大きくなり, 付着割裂破壊した $N_{0.2}$ の耐力に近くなっている。ま た壁梁が偏心接合されて,せん断破壊により耐力が 決定した $N_{0.3}$ と $N_{0.4}$ では,その計算値が耐力の実 験値を $13 \sim 31\%$ の誤差で推定している。これらの ことから本試験体のようにせん断補強筋量が少な い既存柱では(2)式の形式でそのせん断耐力を評価 できる可能性がある。

4.3 せん断耐力の低下率

ねじりモーメントの影響を受けない柱のせん断ひ び割れ強度 Q_{sc} は(2)式においてeを零として表され, この Q_{sc} に対する Q_{st} の比がせん断ひび割れ強度の低 下率 _st として表される。 _st は(3)式で表される。

$$\beta_{sct} = \frac{1}{\left\{1 + \frac{e}{\kappa \cdot Kt \cdot D}\right\}}$$
(3)

図-7に(3)式による _{st}とBDの関係を実線で示す。 そこではeBを前述の0.25の一定値としている。また 広沢等も既にせん断耐力の低下率 0評価式^かを提案 している。それを同図中に破線で示す。広沢等の の値は(3)式の値に対して約50%大きくなっている。

同図中に付着割裂破壊したNo.2の正加力時の耐力 に対するNo.3とNo.4の耐力の比率を同図中に な どの記号で示す。No.2のせん断耐力は付着割裂耐力 より大きくなることを考慮すると,せん断補強筋量 が少ない既存柱では,(3)式によるせん断耐力の低下 率が実験値をより精度よく推定できる可能性がある。



まとめ

- 1)壁梁が偏心接合された柱のせん断耐力は,開口内法 長さを柱長さとする柱の耐力の60%まで低下した。
- 2) 壁梁が偏心接合された柱では, せん断ひび割れが 壁梁が取付く柱面で先行し, せん断補強筋が少な い RC柱では, そのせん断ひび割れ強度がせん断 耐力とほぼ等しい。
- 3)現行の耐震診断基準では,柱主筋の異形・丸鋼の 形状を考慮していないが,同じ引張鉄筋比でも主 筋の形状が異形か丸鋼かの違いにより最大耐力, 破壊形状及び軸力保持限界が異なる。
- 4)壁梁の偏心接合された柱の初期剛性は,開口内法を 柱長さとする柱のものに対し52~73%低下した。ま た、この初期剛性は開口端から剛域までの距離を 柱せいの1.25~1.75倍としたもので推定できた。
- 5)壁梁の偏心接合された柱では,設計式(荒川min式) によるせん断耐力の安全率が,開口内法長さを柱 長さとする柱のものに対し37~46%低下した。
- 6)せん断力とねじりモーメントを受ける柱のせん断 応力状態を考慮して主応力度仮説に基づき,せん 断ひび割れ強度式(2)式を誘導した。これによる 計算値は,せん断耐力の実験値を-10~-30%の 誤差で推定した。また,壁梁の偏心接合によるせ ん断耐力の低下率を表す(3)式も,同程度の誤差で 実験値を推定した。

参考文献

- 中野智晴,上村智彦:壁梁が柱に偏心して取り付く場合のRC接合部の力学的挙動,日本建築学会構造工学論文集,pp571-582,2000,3
- 2)北野博俊・塩屋晋一ほか:壁梁が偏心接合される鉄 筋コンクリート造柱の弾塑性性状に関する研究,コ ンクリート工学年次論文集, Vol.24, pp211-216, 2002
- 3)町頭洋平・塩屋晋一ほか:壁梁が偏心接合されたRC 柱の弾塑性性状と耐震補強法に関する研究,コンク リート工学年次論文集, Vol.25, pp517-522, 2003
- 4)日本建築学会編・発行:鉄筋コンクリート構造計 算基準・同解説 1999, pp133-138, 1999
- 5)日本建築防災協会発行:2001年改訂版既存鉄筋コン クリート造建築物の耐震診断基準・同解説 pp31 2001
- 6) 倉西正嗣: 弹性学, 国際理工研究社, pp148-152, 1975
- 7)日本建築学会編・発行:阪神・淡路大震災と今後のRC構造設計,pp349-359,1998